



Valutazione del comportamento di connessioni trave-colonna tradizionali (RBS) ed innovative (FREEDAM) su una struttura in scala reale sottoposta a test pseudo-dinamici

Sabatino Di Benedetto^a, Antonella Bianca Francavilla^a, Massimo Latour^a, Giovanni Ferrante Cavallaro^a, Vincenzo Piluso^a, Gianvittorio Rizzano^a

^a *Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, Via Giovanni Paolo II, 84084 Fisciano, Italy*

Keywords: connessioni RBS; connessioni FREEDAM; test pseudo-dinamici; dissipazione; duttilità.

ABSTRACT

Negli ultimi decenni molte ricerche sono state rivolte all'incremento della duttilità e della capacità di dissipazione di energia di connessioni trave colonna di strutture in acciaio, tanto che nuove tipologie di connessioni sono state proposte. Tuttavia l'affidabilità del loro comportamento sotto azioni sismiche non è stato investigato approfonditamente dal momento che poche sono state le sperimentazioni eseguite su strutture in scala reale dotate di questi collegamenti. È per tale ragione che è stata intrapresa un'intensa attività di sperimentazione al laboratorio STRENGTH (STRuctural ENgineering Testing Hall) dell'Università di Salerno riguardante lo studio del comportamento di una struttura in scala reale equipaggiata con connessioni RBS e FREEDAM. L'analisi sperimentale ha riguardato una struttura bi-piano sottoposta a prove pseudo-dinamiche ed equipaggiata in una prima fase con connessioni RBS ed in una seconda con le connessioni FREEDAM. Il confronto tra i risultati ottenuti dalle due campagne sperimentali ha evidenziato che le connessioni FREEDAM permettono alla struttura di esibire minori spostamenti di piano e minori taglianti alla base, dissipando l'energia sismica senza che occorranò danni strutturali.

1 INTRODUZIONE

I tragici eventi di Kobe (1995) e Northridge (1994) (Kaufmann et al., 1997) hanno evidenziato i limiti delle tecniche di saldatura adottate a quei tempi in quanto molte connessioni trave-colonna a completo ripristino di resistenza, appartenenti a telai sismo-resistenti di acciaio, manifestarono una rottura di tipo fragile proprio delle saldature. La risoluzione di tale problematica ha portato alla definizione di due strategie: la prima basata sull'eventualità di rendere più resistenti le saldature; la seconda fondata sull'idea di indebolire le estremità delle travi in aree collocate ad una opportuna distanza dalla colonna (Plumier, 1990; Moore et al., 1999), in modo da ridurre lo stato tensionale agente nelle saldature (FEMA

350, 2001) ed incrementare la duttilità locale e globale. Tale ultimo approccio è noto come RBS (Reduced Beam Section) (Plumier, 1990; FEMA 351, 2000; Montuori e Piluso, 2000; ANSI/AISC, 2016).

Come alternative alla precedente filosofia di adottare connessioni a completo ripristino di resistenza, negli ultimi decenni, specialmente in Europa, si è diffuso l'utilizzo di connessioni a parziale ripristino. Esse permettono di incrementare la duttilità e la capacità di dissipazione di energia, a condizione che la loro geometria sia opportunamente progettata applicando i principi del capacity design a livello delle singole componenti della connessione stessa. In tale contesto, inizialmente occorre individuare la componente debole della connessione e poi progettarela in modo da fornire la richiesta duttilità,

mentre tutte le altre componenti, incluse le estremità delle travi, devono essere progettate per essere sovra-resistenti, tenendo conto di appropriati fattori di sovra-resistenza (Iannone et al., 2011; Latour et al., 2018, Francavilla et al., 2018). Per risolvere queste problematiche legate alla limitata capacità di dissipazione di energia (Bruneau et al., 1998; Latour e Rizzano, 2013; Latour et al., 2011) ed evidenziate dalle connessioni progettate con il precedente approccio, recentemente sono state proposte nuove tipologie di connessioni caratterizzate dall'introduzione di smorzatori o dissipatori. Tali approcci innovativi permettono di equipaggiare le connessioni con dispositivi facilmente rimovibili e molto dissipativi grazie a cicli di isteresi ampi e stabili: questi concentrano lo stato di danno in elementi che possono essere sostituiti in maniera economica (nel caso di smorzatori) o in dispositivi che subiscono solo un ridotto snervamento (nel caso dei dissipatori ad attrito).

Esempi di connessioni trave-colonna con dissipatori ad attrito sono riportati in (Butterworth e Clifton, 2000; Khoo et al., 2014; Latour et al., 2015; Latour et al., 2018; Latour et al., 2018), mentre l'idea di una simile modalità è stata presentata per la prima volta da (Grigorian e Popov, 1994; Butterworth e Clifton, 2000) con il nome di Sliding Hinge Joint (SHJ). Seguendo tale approccio si applica un dissipatore ad attrito in corrispondenza della flangia inferiore della trave. Il suo scopo è, da un lato, quello di controllare la resistenza della connessione, regolando in maniera opportuna il serraggio dei bulloni ad alta resistenza e, dall'altro, regolare la duttilità del nodo per mezzo di fori asolati, opportunamente progettati, permettendo di disaccoppiare la rigidità e la resistenza della connessione. Infatti i dissipatori ad attrito sono caratterizzati da un elevato valore della rigidità iniziale, che è indipendente dal livello di preserraggio, e, dopo il raggiungimento della forza di scorrimento, da un ramo orizzontale. Pertanto, per mezzo di un opportuno controllo della resistenza delle componenti del nodo, esse possono essere progettate per essere rigide ed a parziale ripristino di resistenza, con elevata duttilità e minima sovra-resistenza post-elastica.

Attualmente, è stato già ricordato che molti studi sono stati condotti con riferimento al comportamento delle connessioni tradizionali ed innovative (Iannone et al., 2011; Latour et al., 2011; Latour e Rizzano, 2013; D'Aniello et al., 2016) sulla base di test su sotto-strutture; al

contrario, l'influenza del loro comportamento sulla risposta complessiva di telai soggetti ad azioni sismiche è stata poco analizzata da un punto di vista sperimentale (Astaneh, 2010). Ovviamente tale mancanza di conoscenza è dovuta alle limitazioni pratiche che nascono dalla scarsa possibilità di ricorrere a dispositivi sperimentali per test su larga scala ed ai significativi sforzi richiesti per eseguire campagne sperimentali su provini che consistono in telai in scala reale.

Nell'ambito di tale contesto, il presente lavoro si propone di fornire un contributo per colmare tale mancanza. Esso riguarda una indagine sperimentale condotta presso il laboratorio STRENGTH (STRuctural ENgineering Testing Hall) dell'Università di Salerno e si fonda sull'analisi di telai sismo-resistenti di acciaio in scala reale (Moment Resisting Frames, MRFs) equipaggiati con connessioni trave-colonna tradizionali ed innovative e sottoposti a prove pseudo-dinamiche. Lo scopo del lavoro è confrontare il comportamento sismico di analoghe strutture in acciaio, progettate in accordo ai principi del capacity design, equipaggiate con diverse tipologie di connessioni:

- MRF-RBS: la struttura è equipaggiata con connessioni RBS (Iannone et al., 2011);
- MRF-FREEDAM: la struttura è caratterizzata da connessioni a parziale ripristino di resistenza ed a ridotto incrudimento; la connessione è concepita mediante l'applicazione di dispositivi ad attrito a livello della flangia inferiore della trave (Latour et al., 2018).

Pertanto il lavoro di seguito presentato è relativo all'analisi di una struttura tridimensionale di due piani, sottoposta, rispettivamente, a due set di sette e cinque accelerogrammi ed ricorrendo al metodo di prova pseudo-dinamico.

2 PROGETTO DELLE CONNESSIONI E DELLA STRUTTURA

La struttura esaminata nel presente lavoro è equipaggiata in una prima fase con connessioni RBS, mentre in una fase successiva con connessioni FREEDAM. Come già anticipato, per le connessioni RBS la strategia dissipativa è basata sulla possibilità di concentrare le zone plastiche in corrispondenza delle estremità delle travi, che sono indebolite in maniera tale da allontanare la zona dissipativa dall'area di saldatura. Gli RBS sono stati ampiamente studiati dagli anni '90

(Plumier, 1990; Astaneh, 2010; Gilton et al., 2000; Kildashti e Mirghaseri, 2009) ed il loro progetto è eseguito in accordo alle prescrizioni dell'Eurocodice 8, parte 1.3, e dell'AISC 358-16 (CEN 2005, ANSI/AISC, 2016).

La connessione FREEDAM, invece, è stata concepita in modo da sostenere senza danni ampie rotazioni in campo plastico, ed il suo studio è iniziato solo recentemente (Santos et al., 2017; Latour et al., 2018).



Figura 1. Vista laterale della struttura in fase di realizzazione

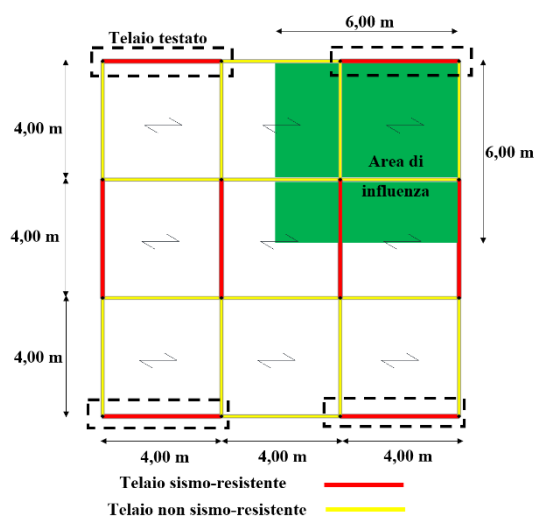
La struttura analizzata è costituita da una coppia di telai sismo-resistenti nella direzione x e controventi trasversali per controllare la torsione indotta da eccentricità accidentali (Figura 1). Il singolo telaio sismo-resistente testato in laboratorio è stato estratto da una più complessa struttura di riferimento, caratterizzata da nove campate quadrate e due piani (Figura 2). La luce è uguale a 4 m e l'altezza di inter-piano è di 2.4 m. L'edificio di riferimento ha quattro telai sismo-resistenti per ogni direzione, mentre le restanti campate non lo sono.

I valori di progetto dei carichi sono i seguenti: la somma dei pesi propri strutturali e non strutturali è uguale a 3.9 kN/m^2 e 3.6 kN/m^2 al primo ed al secondo livello, rispettivamente; i carichi variabili sono uguali a 3 kN/m^2 e 0.5 kN/m^2 al primo ed al secondo livello, rispettivamente. L'area di influenza di ogni telaio sismo-resistente corrisponde ad $1/4$ dell'area totale di piano. Essa è stata incrementata del 10% per tener conto del peso delle membrature principali e secondarie (40 m^2). Pertanto le masse applicate ad ogni telaio sono uguali a 19 ton e 14.2 ton al primo ed al secondo livello, rispettivamente. L'edificio è stato progettato considerando lo spettro di riferimento dell'Eurocodice 8 (EN 1998-1), di tipo-1, con un'accelerazione di picco al suolo di $0.35g$ ed un suolo di tipo B. La struttura è progettata per essere di classe di duttilità alta (DCH), con un fattore di comportamento uguale a 6. Il progetto è stato eseguito in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 8 (EN 1993-1-8), considerando sia

i requisiti legati agli stati limite ultimi che quelli di esercizio. Il valore di progetto del drift di piano in condizioni di servizio è stato limitato all'1% assumendo che le tamponature interne dell'edificio non interferiscano con la configurazione deformata della struttura principale. Con tali limitazioni sono stati selezionati profili IPE270 per le travi ed HEB 200 per le colonne, con un acciaio del tipo S275JR e S355JR, rispettivamente.



a) Schematica vista 3D della struttura di riferimento



b) Vista in pianta ed individuazione del telaio testato

Figura 2. Schema di riferimento adottato per il progetto dei telai sismo-resistenti testati

Le connessioni RBS sono state progettate calcolando il momento flettente agente al centro della sezione ridotta agli stati limite ultimi sia per azioni gravitazionali che sismiche e limitando la riduzione della larghezza della flangia al 25%. In questo modo è stata definita una riduzione della larghezza della flangia di 22 mm (c) per ogni lato delle flange della trave (Figura 3). La procedura per progettare gli elementi della connessione, in accordo all'EC3 parte 1.8, inizia dalla valutazione del momento flettente e del taglio agenti al centro dell'RBS quando la cerniera plastica si è completamente sviluppata, ed uguali rispettivamente a 140 kNm e 82 kN .

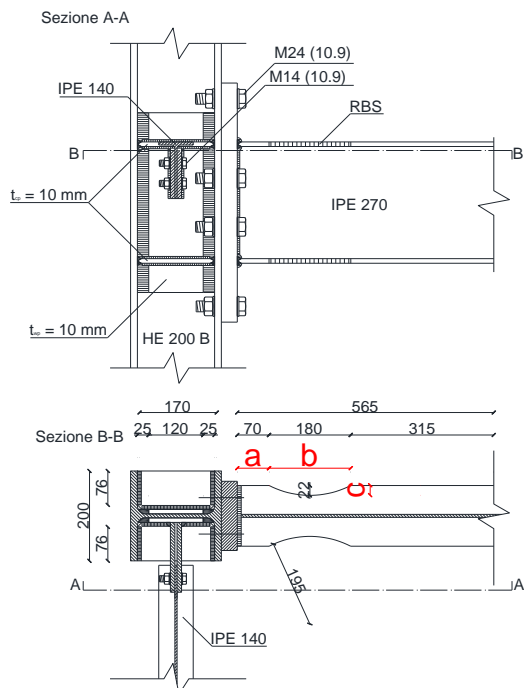


Figura 3. Dettaglio geometrico della connessione RBS

a e b sono due parametri geometrici che governano la lunghezza e la posizione dell'RBS, e definiti in accordo alle indicazioni fornite da Engelhardt et al., 1999 (Figura 3). Dettaglio geometrico della connessione RBS

). Il momento flettente agente in corrispondenza della flangia della colonna è stato valutato in 153 kNm, un valore inferiore rispetto alla resistenza plastica della trave calcolata considerando i valori misurati relativamente alle proprietà meccaniche del materiale (167 kNm) in modo che il loro rapporto sia 0.92. A partire da tali azioni, gli elementi della connessione sono stati progettati/verificati in accordo al metodo delle componenti fornito dall'EC3 parte 1.8.

La connessione ad attrito (Figura 4) è stata progettata per esibire la stessa resistenza della connessione RBS in corrispondenza della flangia della colonna. In accordo con il primo principio del capacity design, il dissipatore ad attrito è il primo elemento a dover essere progettato; la sua forza di progetto è limitata al 60% della massima forza che la trave è in grado di sostenere in flessione: $F_{cf,Sd} = 234$ kN. Tale resistenza è fornita da un adeguato numero di bulloni (4 in tal caso). Successivamente, rispettando il secondo principio del capacity design, vengono progettate le componenti non dissipative in modo che esse abbiano ancora un comportamento elastico quando le parti dissipative attingono la resistenza ultima. Inoltre, dati i carichi, è possibile calcolare l'azione tagliante (110 kN), importante per definire la luce di taglio della trave ed il momento flettente in corrispondenza della flangia della colonna. Tale

valore si attesta in 162 kNm, non molto lontano dal valore analogo della connessione RBS (167 kNm).

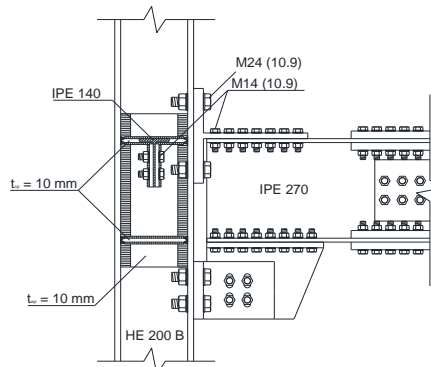


Figura 4. Dettaglio geometrico della connessione FREEDAM

3 SET-UP SPERIMENTALE E PROCEDURA DI PROVA

La struttura è stata testata al laboratorio STRENGTH dell'Università di Salerno; essa è stata concepita per essere completamente smontabile. A tale scopo sono stati progettati dei giunti di continuità a completo ripristino di resistenza in corrispondenza della mezzera delle colonne e in prossimità delle estremità delle travi. In questo modo le basi delle colonne e le connessioni possono essere facilmente sostituite alla fine di ogni test per eseguire altri test sulla stessa struttura con una connessione diversa.

La struttura ed il rigido telaio di contrasto sono connessi al rigido impalcato del laboratorio attraverso basi in acciaio fissate con barre dywidag ad alta resistenza. Le azioni orizzontali sono applicate tramite due attuatori collegati alla struttura testata in corrispondenza degli impalcati. In una fase iniziale la base della struttura non era collegata con la parete di contrasto e le quattro basi non erano connesse. Dopo il primo test, a causa del manifestarsi di indesiderati spostamenti dei plinti, la base della struttura è stata controventata e connessa rigidamente con la parete di contrasto.

Si è ricorso all'utilizzo di molti dispositivi per monitorare gli spostamenti, le rotazioni, le deformazioni ed i momenti flettenti. Con lo scopo di valutare gli spostamenti globali degli impalcati, ad entrambi i livelli sono stati posizionati cinque trasduttori. In generale, i trasduttori permettono di controllare gli spostamenti di piano nelle due direzioni principali e le rotazioni degli impalcati. Invece per misurare la risposta locale di entrambe le connessioni studiate, sono stati applicati trasduttori ed estensimetri. Gli estensimetri sono stati applicati in aree vicine alle estremità di travi

e colonne per monitorare i momenti flettenti nella struttura, mentre i trasduttori potenziometrici sono stati utilizzati per misurare le rotazioni delle connessioni.

I test sono stati eseguiti ricorrendo al metodo di prova Pseudo-Dinamico (PsD) (Mahin e Shing, 1985). È un metodo di prova ibrido di tipo numerico-sperimentale alternativo rispetto alle classiche prove su tavola vibrante. Esso permette di imporre alla struttura gli spostamenti calcolati a partire dalla soluzione dell'equazione del moto, risolta istante per istante durante la prova. Ovviamente dal momento che il metodo è quasi-statico, le forze di inerzia e quelle viscoso non sono realmente applicate sul campione testato, ma sono simulate a partire dalla definizione di una matrice delle masse e dello smorzamento viscoso.

La peculiarità di tale metodo di prova è che permette di semplificare in maniera significativa la strumentazione richiesta in quanto essa non consiste altro che nella classica strumentazione adottata per test quasi-statici.

Inoltre tale metodo di prova permette di monitorare in continuo lo stato di danno degli elementi strutturali, normalmente difficile in test real-time. Nel caso in esame il sistema analizzato è caratterizzato da due gradi di libertà dinamici, che corrispondono agli spostamenti al primo ed al secondo livello.

Gli input sismici sono stati selezionati da un set di nove accelerogrammi, scalati in modo da rendere il loro spettro medio compatibile con quello di riferimento dell'Eurocodice 8. In tale insieme, otto segnali sono naturali mentre uno è artificiale (Tabella 1); esso è stato generato tramite l'applicazione SIMQKE.

Tabella 1. Accelerogrammi selezionati

Stazione	Data
<i>Coalinga (USA), Slack Canyon</i>	02/05/1983
<i>Helena, Montana (USA), Carrol College</i>	31/10/1935
<i>Imperial Valley (USA), Agrarias</i>	15/10/1979
<i>Kobe (Japan), Kakogawa</i>	16/01/1995
<i>Landers (USA), Desert Hot Springs</i>	28/06/1992
<i>Northridge (USA), Stone Canyon (CUE)</i>	17/01/1994
<i>Santa Barbara (USA), Courth</i>	13/08/1978
<i>Spitak (Armenia), Gukasian</i>	07/12/1988
<i>Artificiale, SIMQKE_GR</i>	-

4 PRIMA CAMPAGNA SPERIMENTALE: STRUTTURA CON CONNESSIONI RBS

La struttura è stata sottoposta ad una sequenza di cinque accelerogrammi scalati dal set dei precedenti nove. La sequenza dei test è stata interrotta per la crisi delle connessioni RBS poste al primo livello della struttura nel corso della prima campagna sperimentale. La sequenza originaria è stata sottoposta a modifiche dovute ad alcune difficoltà incontrate nel corso delle prove. Infatti il primo test è stato interrotto a causa di un inaspettato spostamento dei plinti posti alla base della struttura. Il terzo test è stato interrotto perché è stata raggiunta la massima capacità di carico di uno dei due attuatori. Il problema manifestatosi nel primo test è stato risolto controventando la base della struttura e ripetendo la prova. Il terzo test è stato ripetuto con un minore fattore di scala. In Tabella 2 è riportata la sequenza degli accelerogrammi.

Tabella 2. Accelerogrammi adottati per eseguire le prove

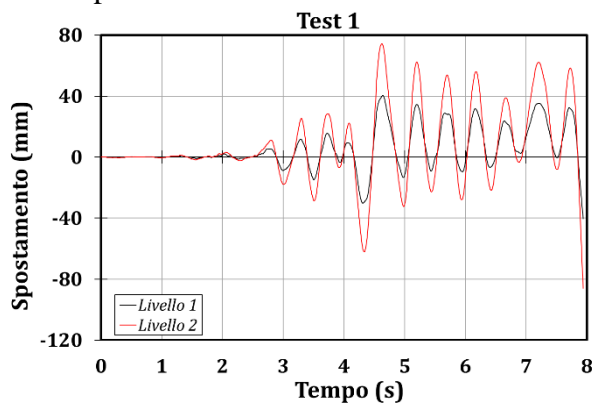
Test n.	Accelerogramma	PGA
1	<i>Imperial Valley (parziale)</i>	1.10g
2	<i>Imperial Valley</i>	1.10g
3	<i>Artificial (parziale)</i>	0.90g
4	<i>Spitak</i>	0.80g
5	<i>Artificial</i>	0.50g
6	<i>Santa Barbara</i>	0.80g
7	<i>Coalinga (parziale)</i>	0.80g

Il primo test è stato interrotto a 7.94 secondi, appena prima del primo picco della storia di carico, perché, a partire dai 4 secondi (tempo dell'accelerogramma) si sono manifestati degli indesiderati spostamenti delle basi della struttura e della parete di contrasto.

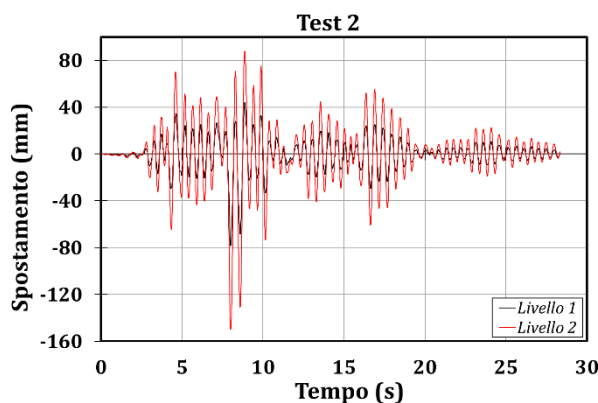
Le ragioni di un tale scorrimento sono state ascritte alle elevate forze applicate ed allo scarto esistente tra i fori di ancoraggio della rigida piastra in conglomerato cementizio armato del laboratorio e le barre dywidag usate per fissare le basi di acciaio. Tale problema è stato risolto controventando le basi e connettendo la base della struttura con quella della parete di contrasto. Successivamente il test è stato ripetuto. I risultati del primo test sono stati registrati ma devono essere analizzati con cautela perché ovviamente lo scorrimento delle basi ha influenzato la risposta dinamica della struttura, la sua energia dissipata ed i periodi di vibrazione.

In tutte le prove i picchi di piano in termini di spostamenti e di forze trasmesse dagli attuatori

avvengono agli stessi istanti. Tale risultato è in accordo con la risposta attesa, in quanto la struttura è regolare ed il primo modo di vibrare è quello che predomina. Fino a 7.94 secondi non è osservabile una significativa differenza tra le prime due prove in termini di picchi di spostamenti e di forze degli attuatori (Figura 5). Ciò dimostra che lo stato di danno del primo test era molto limitato.



a) Test 1



b) Test 2

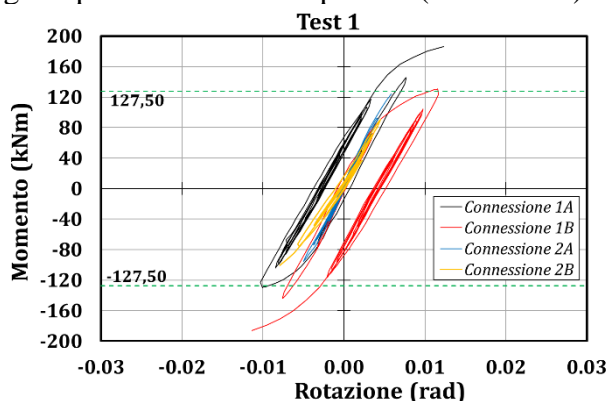
Figura 5. Storie di spostamenti dei test 1 e 2

I valori massimi di taglio alla base, spostamenti e drift di piano sono sintetizzati, per i primi due test, in Tabella 3.

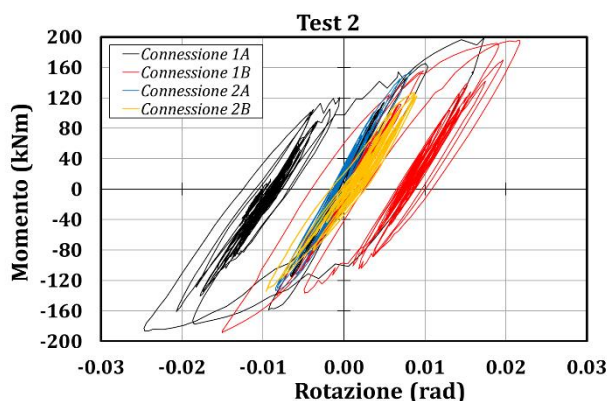
Tabella 3. Risultati principali dei primi due test

Imperial Valley 1.1g		Test 1 (Parziale)	Test 2
Massimo taglio alla base (kN)	Trazione	-665	-751
	Compressione	456	667
Picchi di spostamenti al livello 1 (mm)	Trazione	-44	-78
	Compressione	40	44
Picchi di spostamenti al livello 2 (mm)	Trazione	-94	-150
	Compressione	74	88
Massimo drift di piano (%)	Traz.	Livello 1	-1.9
		Livello 2	-2
	Com.	Livello 1	1.7
		Livello 2	1.5

Si può osservare che nel primo test i drift di piano sono di circa il 2%, mentre nel secondo di circa il 3%, conducendo ad un significativo impegno in campo plastico degli elementi strutturali. Infatti i dispositivi di misura locali hanno evidenziato che sia le connessioni RBS che le basi delle colonne hanno subito danni sia durante il primo che il secondo test. Il danno è stato maggiore per le connessioni RBS collocate al primo livello e minore per quelle al secondo. Il valore osservato del momento plastico delle connessioni RBS è in accordo con il valore di progetto precedentemente riportato (127.5 kNm).



c) Test 1



d) Test 2

Figura 6. Curve isteretiche degli RBS dei test 1 e 2 (MRF-1)

Come precedentemente menzionato, lo stato di danno che si verifica nella struttura era modesto nel primo test a causa della prematura interruzione, mentre nel secondo test il numero di cicli sostenuto dalle connessioni RBS del primo livello è stato maggiore. Ciò è mostrato dalle curve isteretiche degli RBS riportate in Figura 6. È bene osservare che gli RBS hanno raggiunto una rotazione locale massima di poco inferiore a 30 mrad, valore prossimo al requisito dell'EC8 per connessioni trave-colonna di telai sismo-resistenti che ricadono in classe di duttilità alta (35 mrad) ed un momento massimo di circa 200 kNm. Tale valore di picco del momento è molto più alto del valore

atteso adottato in fase progettuale e determinato considerando la zona di plasticizzazione completamente snervata ed incrudita (140 kNm). Ciò induce a pensare che il fattore di sovrarresistenza, posto pari a 1.1, come suggerito dall'EC8, sia molto sottostimato.

D'ora in avanti, dal momento che i risultati principali sono simili a quelli descritti nei primi due test, si omette di riportare tabelle e curve isteretiche.

La terza e la quinta prova hanno in comune l'input sismico, che consiste nell'accelerogramma artificiale precedentemente descritto. Durante il terzo test, le connessioni RBS del primo livello hanno evidenziato marcate escursioni in campo plastico, raggiungendo momenti nell'ordine dei 200 kNm, mentre il quinto test ha evidenziato un limitato impegno in campo plastico della struttura nel suo complesso.

Il quarto accelerogramma era caratterizzato da un solo picco di ampia intensità, mentre i precedenti input sismici erano dotati di un numero maggiori di picchi. Ciò implica che con l'evento di Spitak ci sia solo una escursione in campo plastico tale da indurre un drift di piano di circa 3.6%, mentre in tutti gli altri istanti la struttura si comporta praticamente come elastica.

Il collasso della struttura si è manifestato durante il test 7. Tale ultimo test è stato interrotto a seguito della crisi di due RBS collocati al primo livello della struttura su ciascuno dei due telai simo-resistenti, dalla parte degli attuatori (Figura 7).

La crisi è occorsa a partire dalla crisi locale della saldatura della connessione RBS-1A seguita, poi dalla connessione RBS-1C a causa della redistribuzione delle azioni che ha indotto la nascita di un momento torcente ed un sovraccarico del telaio parallelo. Probabilmente la crisi locale della connessione RBS-1A è ascrivibile sia alla limitata capacità di resistenza a fatica della saldatura che all'inatteso ed elevato valore del momento agente in corrispondenza della flangia della colonna. Infatti è bene notare che il momento per cui la connessione RBS-1A collassa era uguale a 205 kNm. Tale valore, come sottolineato, è del 60% maggiore rispetto alla resistenza nominale della connessione RBS (Figura 7).

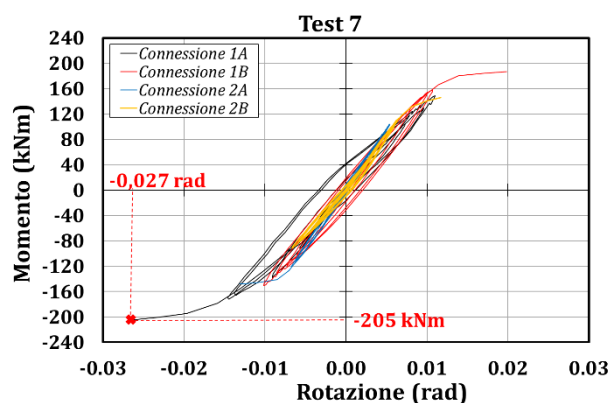


Figura 7. Curve isteretiche (test 7)

5 SECONDA CAMPAGNA SPERIMENTALE: STRUTTURA CON CONNESSIONI FREEDAM

La seconda campagna sperimentale, volta ad eseguire test pseudo-dinamici su una struttura equipaggiata con connessioni FREEDAM, è stata portata a termine applicando una sequenza di cinque accelerogrammi: gli stessi della precedente campagna, escludendo i test interrotti a causa di problemi tecnici (Tabella 4).

Tabella 4. Accelerogrammi adottati per eseguire le prove

Test n.	Accelerogramma	PGA
1	<i>Imperial Valley</i>	1.10g
2	<i>Spitak</i>	0.80g
3	<i>Artificial</i>	0.50g
4	<i>Santa Barbara</i>	0.80g
5	<i>Coalinga (partial)</i>	0.80g

Il primo test (Figura 8) è l'unico ad essere realmente significativo grazie all'elevato valore di accelerazione di picco al suolo, ma a causa di problemi tecnici, non è stato possibile registrare i risultati sul comportamento locale della struttura. Tutti gli altri test, invece, hanno impegnato la struttura principalmente in campo elastico, eccetto l'ultimo, per cui è possibile evidenziare una maggior dissipazione di energia. Tale test è parziale dal momento che è la ripetizione dell'ultimo test della prima campagna sperimentale.

Tramite le Tabelle 5 e 6 vengono riportati i risultati principali: si può osservare che il massimo drift di piano si manifesta al primo livello durante il primo test ed è del 3%, mentre la media tra tutti i test ad entrambi i piani è dell'1.8%, confermando un impegno in campo plastico degli elementi strutturali, sebbene non elevato.

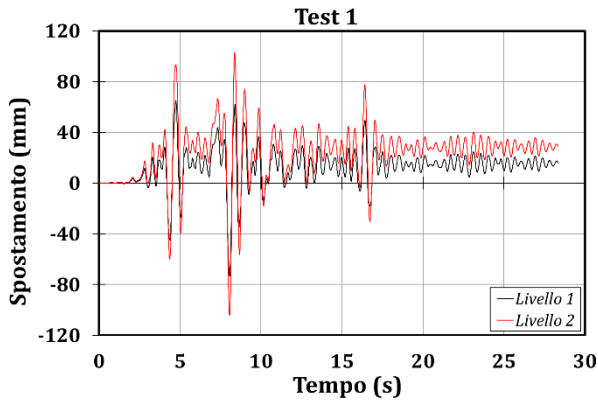


Figura 8. Storie di spostamenti del test 1

Ciò è evidenziato dalle curve isteretiche delle connessioni FREEDAM che rilevano il raggiungimento del momento di scorrimento in tutti i test per le connessioni appartenenti al primo livello; quelle collocate al secondo manifestano un comportamento prevalentemente elastico. Le curve isteretiche mostrano il classico comportamento rigido-plastico dei dispositivi ad attrito (con la caratteristica forma rettangolare); è importante sottolineare il comportamento asimmetrico delle connessioni dal momento che il massimo momento è di circa 80 kNm, mentre il minimo è circa 100-120 kNm, in base al test considerato. Ciò è probabilmente dovuto all'azione assiale indotta dal sistema di trasmissione delle forze dagli attuatori agli impalcati rigidi.

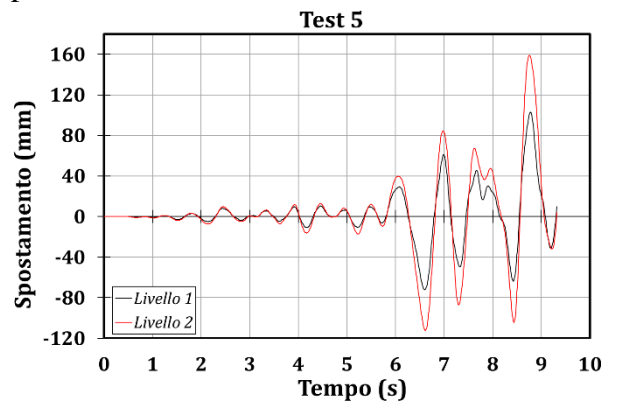
Tabella 5. Principali risultati per i test 1, 2 e 3

Imperial Valley/Spitak/Artificiale		Test 1	Test 2	Test 3	
Massimo taglio alla base (kN)	Trazione	-537	-447	-272	
	Compressione	477	470	347	
Picchi di spostamenti al livello 1 (mm)	Trazione	-73	-53	-41	
	Compressione	65	79	38	
Picchi di spostamenti al livello 2 (mm)	Trazione	-104	-84	-75	
	Compressione	103	112	52	
Massimo drift di piano (%)	Traz.	Livello 1	-3.1	-2.2	-1.7
		Livello 2	-1.3	-1.3	-1.6
	Com.	Livello 1	2.7	3.3	1.6
		Livello 2	1.9	1.4	0.6

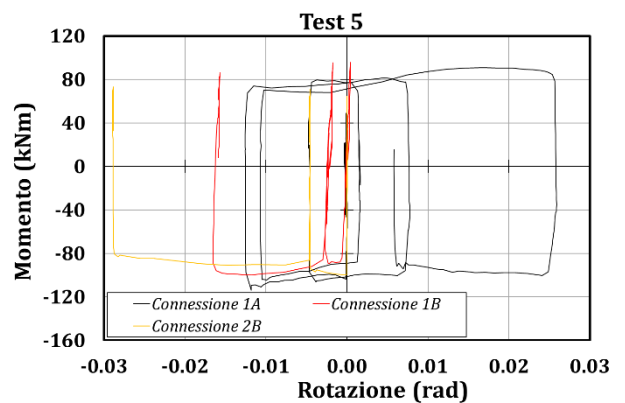
Tabella 6. Principali risultati per i test 4 e 5

Imperial Valley/Spitak/Artificiale		Test 4	Test 5	
Massimo taglio alla base (kN)	Trazione	-388	-439	
	Compressione	483	495	
Picchi di spostamenti al livello 1 (mm)	Trazione	-56	-72	
	Compressione	52	61	
Picchi di spostamenti al livello 2 (mm)	Trazione	-89	-112	
	Compressione	70	85	
Massimo drift di piano (%)	Traz.	Livello 1	-2.3	-3
		Livello 2	-1.6	-1.8
	Com.	Livello 1	2.2	2.5
		Livello 2	1.1	1.3

Di seguito sono riportate le storie di spostamento (Figura 9a) e le curve isteretiche (Figura 9b) del quinto test per confermare le principali evidenze discusse e mostrate con le precedenti tabelle. È necessario sottolineare che nelle seguenti figure non sono riportati i dati della connessione 2A a causa di problemi tecnici con il sistema di acquisizione. Le curve isteretiche permettono di osservare che i picchi dei momenti si riducono al crescere del numero di cicli: ciò è imputabile alla riduzione del momento di serraggio dei bulloni a causa dell'assottigliamento dei piatti di attrito.



a) Storie di spostamenti



b) Curve isteretiche

Figura 9. Risultati globali e locali del test 5

6 CONFRONTO TRA I RISULTATI DELLE CAMPAGNE SPERIMENTALI

In questo paragrafo si confrontano i principali risultati delle due campagne sperimentali. Ovviamente il confronto si basa solo sugli accelerogrammi della seconda campagna di test.

In Tabella 7 si riportano gli spostamenti di piano: si può osservare che nella metà dei casi analizzati, i picchi della struttura con i FREEDAM sono inferiori ai picchi della struttura con RBS. Inoltre le connessioni FREEDAM rendono elastico il comportamento della struttura tra due picchi dell'input sismico: questa è la ragione della ridotta ampiezza degli intervalli degli spostamenti in tutti i test della seconda campagna sperimentale. In Figura 10 se ne mostra l'esempio relativo al test con Imperial Valley come input sismico.

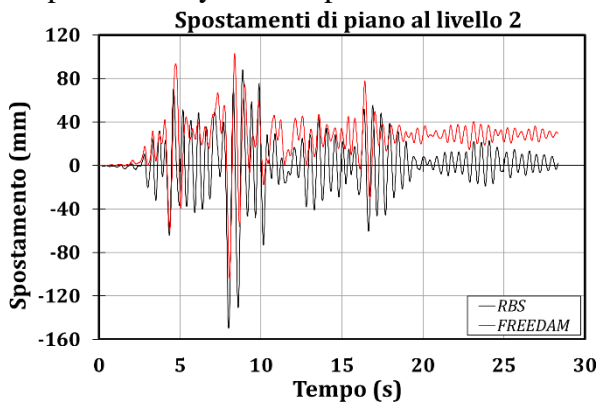


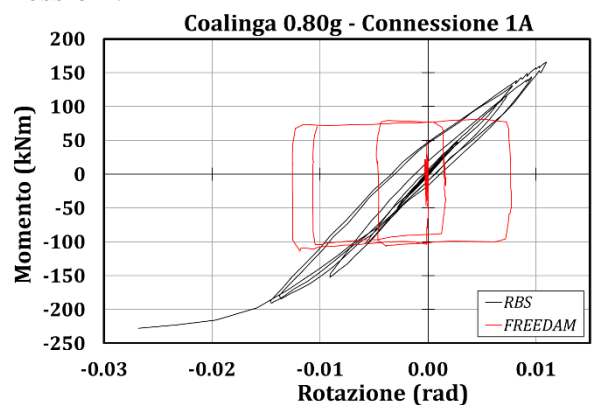
Figura 10. Confronto tra gli spostamenti al secondo livello - Accelerogramma: Imperial Valley

Tabella 7. Confronto tra le campagne sperimentali

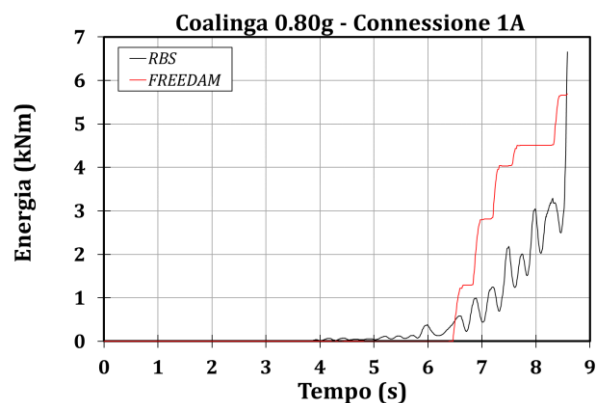
	Livello	Traz. (mm)		Com. (mm)	
		1	2	1	2
Imperial Valley	RBS	-79	-150	44	88
	FREEDAM	-73	-104	65	103
Spitak	RBS	-17	-34	85	171
	FREEDAM	-53	-84	79	112
Artificial	RBS	-29	-66	40	83
	FREEDAM	-41	-75	38	52
Santa Barbara	RBS	-48	-99	41	85
	FREEDAM	-56	-89	52	70
Coalinga	RBS	-47	-94	62	129
	FREEDAM	-72	-112	61	85

Per semplicità il confronto tra il comportamento delle connessioni è eseguito con riferimento alla connessione più impegnata per la quale non si siano manifestati problemi tecnici nell'acquisizione dei dati; la connessione in esame fa parte del primo livello del telaio più monitorato,

dalla parte dell'attuatore, ed è individuata con la sigla 1A. Si fa riferimento al test in cui l'input sismico è costituito dall'accelerogramma di Coalinga (PGA di 0.8g). In Figura 11a si può osservare che la connessione RBS è in grado di sostenere maggiori momenti flettenti e più ampie rotazioni: circa 240 kNm contro 120 kNm e 27 mrad contro 13 mrad, rispettivamente. Ciononostante dalla Figura 11b si può osservare che le due connessioni dissipano la stessa energia. Ciò è dovuto all'ottimo comportamento della connessione FREEDAM in quanto permette di non sollecitare eccessivamente la struttura ma, al contempo, di renderla più rigida senza precludere la possibilità di raggiungere ampie rotazioni delle connessioni.



a) Curve isteretiche



b) Energia dissipata

Figura 11. Connessione 1A (input sismico: Coalinga)

Quanto appena riportato è vero per le connessioni del primo livello, mentre quelle al secondo mostrano un comportamento elastico e pertanto non vengono mostrate.

7 CONCLUSIONI

Tale lavoro ha presentato i risultati di due campagne sperimentali eseguite presso il laboratorio STRENGTH dell'Università di Salerno. In particolare è stato analizzato il

comportamento di una struttura in scala reale di due piani dotata di due telai sismo-resistenti estratti da un più complesso edificio di riferimento. Tali telai sono stati equipaggiati con connessioni RBS in una prima fase, e con connessioni FREEDAM nella seconda. La struttura è stata testata con il metodo di prova pseudo-dinamico con opportune sequenze di accelerogrammi. Sulla base dei risultati ottenuti, è possibile dedurre che:

- la risposta sismica dei telai è risultata in linea con le previsioni, nonostante sia occorsa una crisi locale nella connessione RBS nella prima campagna sperimentale; alla fine della seconda campagna di test, invece, non sono stati osservati danni;
- i test hanno mostrato che i fattori di sovrarresistenza suggeriti dall'EC8 non sono in grado di scongiurare la rottura fragile delle saldature a causa dei fenomeni di fatica ciclica;
- il confronto tra i risultati delle campagne sperimentali ha evidenziato che la struttura con connessioni FREEDAM manifesta ridotti picchi di spostamenti e tagli alla base; inoltre i dispositivi attritivi permettono di dissipare la stessa energia degli RBS, con il beneficio di non arrecare alcun danno strutturale.

BIBLIOGRAFIA

ANSI/AISC, 2016. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, *American Institute of Steel Construction*.

Astaneh, A., 2010. Notes on Blast Resistance of Steel and Composite Building Structures, *Steel TIPS, Structural Steel Educational Council*, Moraga, CA.

Bruneau, M., Uang, C.M., Whittaker, A., 1998. Ductile Design of Steel Structures, *Mc Graw-Hill*, New York.

Butterworth, J.W., Clifton, G.C., 2000. Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames, *12 World Conference on Earthquake Engineering*, Paper N. 718.

CEN [2005]. EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, *CEN, European Committee for Standardization*.

D'Aniello, M., Cassiano, D., and Landolfo, R., 2016. Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10.9 bolt assemblies, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 124, pp. 77–90.

Engelhardt, M. D., Winneburger, T., Zekany, A. J., and Potyraj, T. J., 1996. The Dogbone Connection: Part II, *Modern Steel Construct.*, Vol. 36. No. 8, pp.46-55.

Faella, C., Piluso, V., Rizzano, G., 2000. Structural Steel Semirigid Connections, *CRC Press*, Boca Raton, FL.

FEMA 351, 2000. Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-

Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.

FEMA 350, 2001. Seismic Design Criteria for Steel Moment-Frame Structures, *Report, Federal Emergency Management Agency*, MD.

Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano, G., 2018. Design of full-strength full-ductility extended end-plate beam-to-column joints, *Journal of Constructional Steel Research*, 148, pp. 77-96.

Gilton, C., Chi, B. and Uang, C., 2000. Cyclic Response of RBS Moment Connections: Weak-Axis Configuration and Deep Column Effects, *Report no. SSRP-2000/03, Structural Systems Research Project*, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, CA.

Grigorian, C. E., and Popov, E. P., 1994. Energy dissipation with slotted bolted connections, *Earthquake Engineering Research Centre*, Berkley, California.

Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G., 2011. Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification, *J. Earthq. Eng.*

Kaufmann EJ, Fisher JW DiJulio RM, Gross JL, 1997. Failure analysis of welded steel moment frames damaged in the Northridge earthquake. In (2nd edn), *NISTIR 5944, National Institute of Standards and Technology*, Gaithersburg, MD.

Khoo, H., Clifton, G.C., Macrae, G., Ramhormozian, S., 2014. Proposed design models for the asymmetric friction connection, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 44(8):1309-1324.

Kildashti K, Mirghaderi R., 2009. Assessment of seismic behaviour of SMRFs with RBS connections by means of mixed-based state-space approach, *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 18(5): 485–505. doi:10.1002/tal.450.

Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G., 2011. Cyclic modeling of bolted beam-to-column connections: Component approach, *J. Earthq. Eng.*, vol. 15, no. 4.

Latour, M., Piluso, V., Rizzano G., 2013. Experimental Behaviour of Friction T-stub Joints under Cyclic Loads, *Steel Construction*, Volume 6, Issue 1, pages 11–18.

Latour M, Piluso V, Rizzano G., 2015. Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads, *Engineering Structures*, 85:219-233.

Latour, M., D'Aniello, M., Zimbru, M., Rizzano, G., Piluso, V., Landolfo, R., 2018. Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, pp. 66-81.

Mahin S.A., Shing P.B., 1985. Pseudo-dynamic method for seismic testing, *Journal Structural Engineering*, Vol. 111, pp. 1482-1503.

Montuori, R., Piluso, V., 2000. Plastic Design of Steel Frames with Dog-Bone Beam-to-Column Joints, *Third International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 200*.

Moore, K.S., Malley, J.O., Engelhardt, M.D., 1999. Design of reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections, *AISC Structural Steel Educational Council*, Moraga, CA.

Plumier, A., 1990. New Idea for Safe Structures in Seismic Zones, *Proc., Symposium of Mixed Structures Including New Materials*, pp. 431-436, IABSE, Brussels, Belgium.

Santos, A. F., Santiago, A., Simões, L., and Latour, M., 2017. Experimental assessment of friction dampers under impact loading, *EUROSTEEL*.